



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
FIRENZE

FLORE

Repository istituzionale dell'Università degli Studi di Firenze

Sull'impiego dell'analisi dinamica in campo non lineare per lo studio degli edifici in muratura ordinaria soggetti ad azione sismica. II

Questa è la Versione finale referata (Post print/Accepted manuscript) della seguente pubblicazione:

Original Citation:

Sull'impiego dell'analisi dinamica in campo non lineare per lo studio degli edifici in muratura ordinaria soggetti ad azione sismica. Il confronto con una sperimentazione al vero / L. Facchini; M. Betti; L. Galano; L. Sciarma; A. Vignoli. - In: BOLLETTINO INGEGNERI. - ISSN 2035-2417. - STAMPA. - LIX(7):(2011), pp. 3-14.

Availability:

This version is available at: 2158/583309 since:

Terms of use:

Open Access

La pubblicazione è resa disponibile sotto le norme e i termini della licenza di deposito, secondo quanto stabilito dalla Policy per l'accesso aperto dell'Università degli Studi di Firenze (<https://www.sba.unifi.it/upload/policy-oa-2016-1.pdf>)

Publisher copyright claim:

(Article begins on next page)

Sull'impiego dell'analisi dinamica in campo non lineare per lo studio degli edifici in muratura ordinaria soggetti ad azione sismica. Il confronto con una sperimentazione al vero

Luca FACCHINI - Michele BETTI - Luciano GALANO - Lucia SCIARMA - Andrea VIGNOLI

RIASSUNTO

Il presente lavoro affronta il tema della verifica sismica delle strutture in muratura proponendosi di eseguire delle valutazioni sull'affidabilità dell'analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo (così come proposta dalle vigenti Normative Tecniche per le Costruzioni), quale strumento per l'analisi della risposta di edifici tradizionali in muratura. A tal fine è stato preso in esame, come caso di studio, il prototipo di un edificio in muratura di tufo realizzato nell'ambito di un progetto di ricerca nazionale e sottoposto ad una serie di prove dinamiche su tavola vibrante presso il centro CNR-ENEA di Roma-Casaccia. Le prove sperimentali sono state simulate numericamente ricorrendo alla tecnica degli elementi finiti. Il confronto tra i risultati sperimentali e i risultati delle analisi numeriche conferma che l'analisi dinamica non lineare rappresenta un efficace strumento per la valutazione del comportamento dinamico delle strutture in muratura, evidenziando tuttavia la necessità di integrare lo strumento numerico avanzato con un'adeguata campagna sperimentale, assolutamente necessaria ad una corretta identificazione del modello numerico.

ABSTRACT

This paper aims to evaluate the effectiveness of the non-linear time-history analysis to assess the seismic behaviour of traditional masonry building (as proposed by the new Italian Recommendation). An illustrative case study is herein discussed. The analysed masonry building is a poor masonry construction experimentally investigated at the research centre CNR-ENEA (Casaccia, Roma) by a shaking table. In these tests an increasing earthquake loading accelerations have been applied at the basement. The experimental tests have been numerically simulated by means of the finite element technique. The comparison between experimental and numerical results suggests that the non-linear time-history analysis is an effective tool for the assessment of masonry building behaviour under seismic loads. Nevertheless, a proper material characterization of the masonry material is needed to identify the numerical model.

1. Introduzione

La verifica sismica delle strutture in muratura è da sempre, ma specialmente dopo gli ultimi eventi sismici che hanno interessato il territorio nazionale, un tema di grande attualità ed interesse per l'ingegneria strutturale. Data la grande varietà delle tipologie strutturali esistenti (edifici, archi, ponti, strutture monumentali, etc.) e la natura complessa del materiale, il tema presenta molte difficoltà di diversa natura. Ciò si è riflesso anche nell'esistenza, nella letteratura scientifica e tecnica, di numerosi approcci di studio, spesso recepiti dalle norme nazionali, che coprono nella sostanza tutte le classiche tipologie di analisi ovvero quelle lineari

(statica equivalente e dinamica modale con spettro) e quelle non lineari, le più comuni delle quali sono la statica non lineare o analisi di spinta e la dinamica non lineare (analisi nel dominio del tempo). La stessa varietà può essere anche osservata per quanto riguarda la modellazione strutturale per la quale sono stati studiati e proposti vari approcci, tra cui l'approccio cinematico o metodo di analisi locale, quelli semplificati a macroelementi e quelli più complessi agli elementi finiti.

All'interno di questo quadro generale, il presente lavoro si propone di eseguire delle valutazioni circa l'affidabilità dell'analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo, così come proposta anche dalle vigenti Normative Tecniche per

le Costruzioni [1], quale strumento per l'analisi della risposta sotto azione sismica di edifici tradizionali in muratura ricorrendo alla tecnica degli elementi finiti (mediante appropriate leggi di comportamento meccanico non lineare) per la modellazione strutturale. A tal fine, come caso di studio, è stato analizzato il prototipo di un edificio in muratura di tufo, realizzato nell'ambito del progetto T.R.E.M.A. (acronimo per Tecnologie per la Riduzione degli Effetti sismici sui Manufatti Architettonici in muratura e cemento armato [2]) e sottoposto ad una serie di prove dinamiche su tavola vibrante presso il centro di ricerca ENEA di Casaccia nel dicembre del 2006. Le prove sono state eseguite applicando alla tavola un'azione sismica progressivamente crescente fino a portare a collasso l'edificio stesso, e la risposta del prototipo ai diversi livelli di eccitazione è stata registrata mediante una serie di accelerometri opportunamente disposti sulla struttura. L'opportunità, infatti, di disporre di dati sperimentali rappresenta un'occasione indubbiamente preziosa per la validazione dei metodi numerici. Inoltre, mediante una serie di prove di laboratorio sugli elementi costituenti la muratura (tufo e malta), il prototipo è stato preliminarmente caratterizzato sotto il profilo meccanico; successivamente questa sperimentazione di natura statica sui componenti è stata integrata con l'identificazione dinamica dell'edificio, svolta mediante misurazioni di natura ambientale [3]. Il nutrito corpo di dati sperimentali ha reso quindi possibile la calibrazione di un modello numerico agli elementi finiti, realizzato tramite il codice di calcolo ANSYS [4], che è stato in seguito utilizzato per svolgere la serie di analisi nel dominio del tempo volte a simulare numericamente il comportamento, così come registrato durante le prove dinamiche su tavola vibrante. Nello sviluppare lo studio in una prima fase, a scopo comparativo e per azioni sismiche di modesta entità (ossia per i primi *step* di carico, come meglio specificato nel seguito), la risposta numerica del modello è stata analizzata in campo elastico lineare. Ciò ha permesso di comprendere il comportamento dinamico globale della costruzione e di svolgere osservazioni propedeutiche alle fasi di modellazione successive. Nella fase successiva, tramite opportune leggi di comportamento meccanico, le analisi sul modello sono state svolte in campo non lineare al fine di cogliere gli effettivi fenomeni di rottura per trazione (sviluppo di fessure) e per schiacciamento che si sono sviluppati nella sperimentazione. Le analisi nel dominio del tempo, considerando che nella sperimentazione presso il centro di ricerca ENEA l'input sismico è stato assegnato per *step* via via crescenti scalando la PGA (*peak ground acceleration*) di un accelerogramma di riferimento, sono state eseguite, sempre a fini comparativi, secondo due distinte

modalità. In un primo caso ogni singolo *step* di carico è stato applicato singolarmente sul modello che viene, pertanto, assunto come indeformato ed integro all'inizio di ciascuna simulazione. In una seconda modalità la storia di carico assegnata durante la sperimentazione è stata applicata al modello così come effettivamente avvenuto (nel seguito tale analisi, per distinguerla dalla precedente, è stata denominata non lineare sequenziale). Ovviamente nel primo caso le modalità di applicazione del carico non consentono di tener conto del progressivo danneggiamento della struttura (così come verificatosi invece nel corso della sperimentazione); il confronto con il secondo caso consente di trarre delle interessanti conclusioni circa l'importanza del progressivo danneggiamento. Il raffronto tra i dati sperimentali ed i risultati dei modelli numerici è stato sviluppato comparando le registrazioni accelerometriche, rese disponibili dall'ENEA, con i rispettivi risultati numerici. Inoltre particolare attenzione è stata dedicata alla valutazione dei quadri fessurativi, allo scopo di identificare per via numerica i principali meccanismi di collasso per le pareti murarie del prototipo. Inoltre il confronto tra i risultati delle analisi non lineari singole e quelli dell'analisi non lineare sequenziale, ha permesso di valutare l'effetto dell'accumulo del danno sul modello ai fini della stima del comportamento a collasso del prototipo. Nel seguito vengono esposte le attività svolte.

2. Il progetto T.R.E.M.A.: descrizione del prototipo ed attività sperimentale

Il progetto T.R.E.M.A. ha coinvolto diversi enti, tra cui l'ENEA, Ente per le Nuove tecnologie, l'Energia e l'Ambiente, il Dipartimento per la Protezione Civile ed il ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) [5]. Tale progetto, sviluppatosi a partire dal 2003, ha avuto l'intento di recepire i risultati delle più recenti ricerche in relazione al consolidamento antisismico degli edifici esistenti allo scopo di integrarle con un'ampia sperimentazione mirata a fornire un quadro organico riguardo alle tecnologie esistenti in materia (tradizionali ed innovative). Nell'ambito di ricerca relativo alle strutture in muratura sono state previste delle prove dinamiche su due prototipi identici di un edificio, di cui uno rinforzato tramite il sistema CAM e l'altro, oggetto del presente studio, privo di rinforzi: entrambi i modelli sono stati testati su tavola vibrante.

I prototipi, realizzati in scala 1:1.5, rappresentano una struttura monocella di dimensioni esterne in pianta di 300 × 350 cm, con un'altezza totale di 435 cm e spessore delle pareti di 25 cm (Figura 1). La muratura è un *opus incertum*, realizzata con l'intento di riprodurre le caratteristiche dell'edilizia povera, tipica delle zone pedemontane dell'Appennino italiano. Essa è costituita infatti da blocchi



Figura 1: Vista del prototipo in muratura del progetto T.R.E.M.A..

di tufo non sbozzati, e da una malta di bassa qualità, privi di diatoni e di elementi di collegamento nei cantonali. I solai dei due livelli sono costituiti da un'orditura di travi lignee di dimensioni 10×18 cm su cui poggia un tavolato, anch'esso in legno, dello spessore di 2 cm. Su tre delle quattro pareti sono presenti delle aperture, dotate di architravi lignee, per simulare la disposizione di porte e finestre in un edificio di civile abitazione. La struttura poggia su di una trave di cemento debolmente armato, di dimensioni 40×25 cm (Figura 2). Per garantire il rapporto di scalatura del prototipo, anche in relazione ai parametri di rigidezza, ai livelli dei solai sono state posizionate delle masse aggiuntive (25 kN per ciascun impalcato) tramite piastre in acciaio fissate ai due orizzontamenti. La caratterizzazione dei materiali costituenti il prototipo è avvenuta a partire dai risultati delle prove di laboratorio, realizzate prima dei test su tavola vibrante. Sono state eseguite infatti prove di compressione su elementi di tufo e prove di compressione, flessione e penetrometriche sulla malta. Su muretti di tipologia analoga a quella del prototipo,

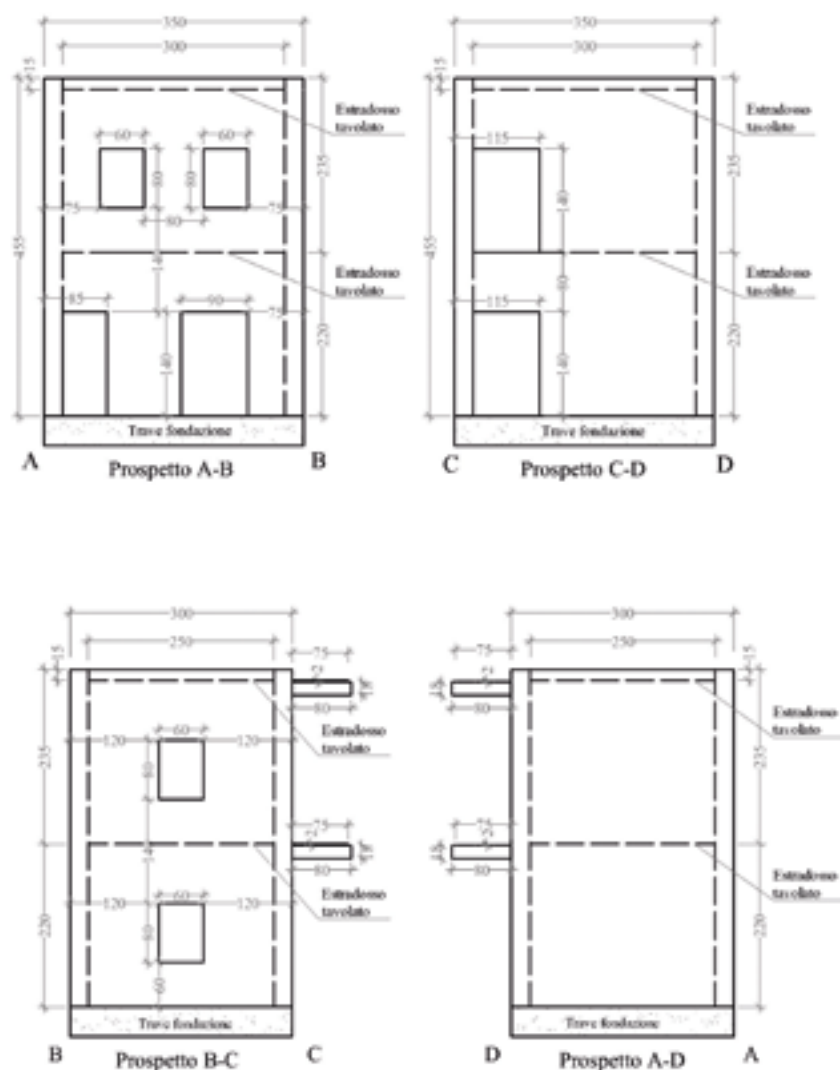


Figura 2: Prospetti del prototipo (misure espresse in cm).

sono state inoltre eseguite prove di compressione diagonale con precompressione imposta ed infine sono state realizzate prove soniche su alcuni pannelli dell'edificio [3]. Ulteriori dati sperimentali sono stati ricavati dalle registrazioni relative a due misurazioni ambientali, durante le quali 8 accelerometri opportunamente disposti sulla struttura, hanno fornito acquisizioni utili alla caratterizzazione del comportamento dinamico del prototipo stesso. La sperimentazione ha visto lo svolgimento di prove dinamiche su tavola vibrante, durante le quali il prototipo è stato sottoposto ad un'azione sismica crescente. In ciascun test l'input sismico è stato modellato a partire dalle registrazioni delle tre componenti di accelerazione del terremoto di Colfiorito del 1997, che sono state applicate per gradi successivi a partire da un'intensità di picco di 0.05g e con un incremento di 0.05g. Le analisi sono state condotte fino a portare a collasso il prototipo. Essendo il prototipo realizzato in scala 1:1.5 è le registrazioni accelerometriche di Colfiorito sono state conseguentemente scalate lungo l'asse dei tempi (S_T) in funzione della scalatura geometrica del prototipo (S_L) secondo la nota relazione $S_T=(2:3)^{1/2}$. Durante i test il monitoraggio del prototipo è stato effettuato tramite 13 sensori: una terna di accelerometri disposti direttamente sulla tavola vibrante, 3 coppie disposte al primo livello e 2 coppie al secondo livello della costruzione secondo lo schema riportato in Figura 3.

3. Descrizione delle modalità di collasso del prototipo

Si premette una breve discussione del comportamento del prototipo durante le prove. Durante i primi due step di carico (PGA 0.05g e 0.10g) non sono stati rilevati segni di danneggiamento sul prototipo; a partire invece dallo step 0.15g si osserva l'insorgere di una lesione verticale dell'ampiezza di circa 1 cm, conseguente al distacco tra le pareti CD ed AD (Figura 3), che si sviluppa a partire dalla sommità dell'edificio e dovuta all'azione di spinta esercitata dal solaio ligneo sulla parete trasversale all'orditura delle travi di solaio ligneo (Figura 4). Per quanto riguarda il prospetto AB sono osservabili delle deformazioni flessionali fuori piano al secondo livello.

Nel corso della prova corrispondente a 0.2g, gli effetti riscontrati nel test precedente si accentuano aggiungendosi una marcata deformazione flessionale della parete BC.

In corrispondenza dello step di carico pari ad una PGA di 0.25g la separazione tra le pareti CD e AD si estende dalla sommità del prototipo fino all'orizzontamento del primo livello e l'ampiezza della fessura diventa in tal caso pari a circa 3-4 cm (si verifica inoltre una caduta di frammenti di malta e pietrame per effetto del martellamento).

Nella fascia superiore della parete AB si hanno lesioni diagonali che si sviluppano dalla sommità, nei cantonali, fino a raggiungere gli angoli delle aperture. Nella prova successiva, 0.3g, il cantonale tra le pareti CD e AD risulta completamente distaccato e si osserva anche una lesione tra le pareti CD e BC; sono inoltre marcati gli spostamenti dell'orizzontamento di primo livello, non più vincolato lateralmente alle pareti portanti. È visibile inoltre un esteso stato fessurativo al di sopra

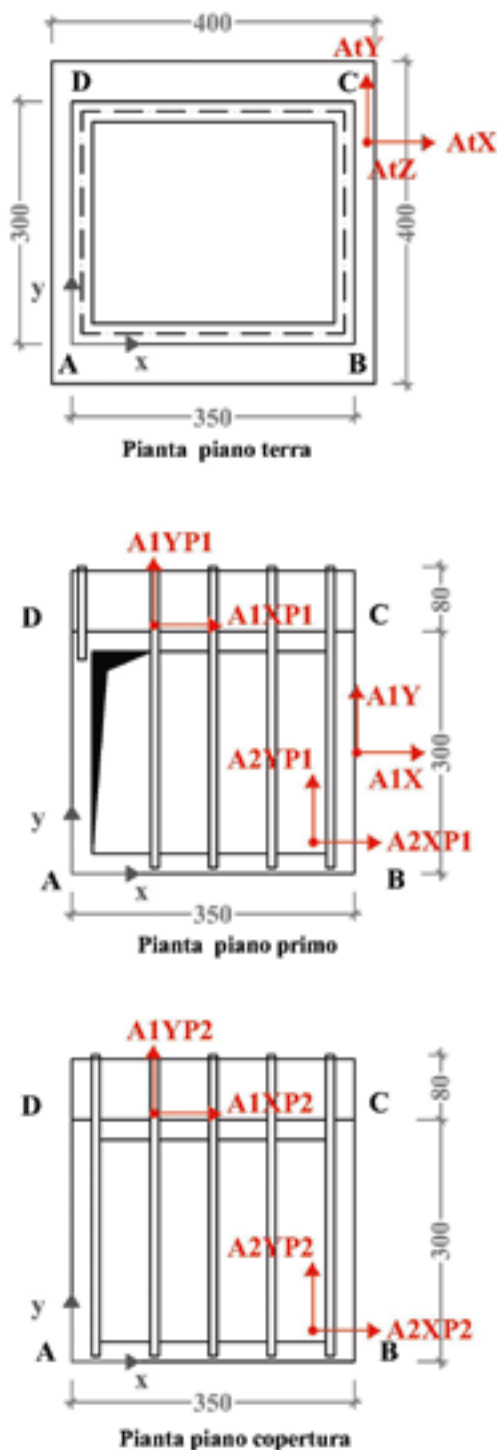


Figura 3: Pianta ai diversi livelli del prototipo (misure espresse in cm) con posizione, nomenclatura e direzione di acquisizione degli accelerometri.



Figura 4: Lesione verticale sul cantonale tra la parete AD e CD (prova 0.25g).

dell'architrave lignea dell'apertura del secondo livello sulla parete BC.

Nel corso del test a 0.35g, oltre all'aggravarsi delle lesioni precedenti, la parete AD risulta svincolata da quelle ortogonali, mentre il prospetto AB è soggetto superiormente a notevoli spostamenti fuori piano con conseguente espulsione di alcuni elementi lapidei dal paramento esterno. In questo stadio appaiono notevolmente danneggiati, non soltanto i pannelli di fascia, ma anche quelli di maschio, in particolare al piano superiore dell'edificio. La prova a PGA 0.4g si distingue per un forte danneggiamento della struttura, che vede il crollo dei due cantonali del prospetto CD, con caduta della porzione del pannello murario a sostegno dell'architrave posta sopra all'apertura del secondo piano. Si ha inoltre il crollo parziale delle zone già fessurate della porzione superiore della parete AB. I solai non risultano più ben vincolati alle pareti di appoggio e non garantiscono più il comportamento scatolare della costruzione, anche a causa della spinta delle masse aggiuntive su di essi collocate, che sollecitano il moto delle pareti verso l'esterno della costruzione. Nel corso dei test successivi si osserva il crollo dei maschi laterali della parete AB al secondo livello (Figura 5), oltre che dell'architrave dell'apertura al secondo livello della parete CD e della porzione di muratura da essa sostenuta (0.45g). Segue poi la caduta rovinosa del solaio, (Figura 6 & Figura 7), che determina cadendo il ribaltamento verso l'esterno dell'intera parete BC e della porzione superiore delle pareti CD e AB (0.50g). Il collasso completo del prototipo si realizza durante la prova con PGA pari a 0.55g.



Figura 5: Vista del prospetto AB con rottura dei maschi laterali al secondo livello del prototipo.



Figura 6: Caduta del solaio del secondo livello con crollo della parete BC.



Figura 7: Vista dei prospetti AB e BC al momento del crollo del solaio di copertura.

4. Il modello numerico agli elementi finiti

4.1 Descrizione e calibrazione del modello

A partire dai dati sperimentali è stato calibrato un modello numerico realizzato mediante la tecnica degli elementi finiti con il codice ANSYS [4] che è stato impiegato per simulare le prove sperimentali su tavola. Per costruire il modello sono

stati utilizzati: a) elementi 3D isoparametrici a 8 nodi per rappresentare la muratura, per la trave di fondazione e per le architravi lignee; b) elementi 2D per gli impalcati dei solai; c) elementi 1D per le travi di piano dei solai. Ulteriori elementi sono stati adottati per modellare le masse aggiuntive di piano. Le proprietà meccaniche dei diversi materiali sono state calibrate in accordo con quanto riportato in [7]. In particolare il tipico comportamento meccanico non lineare della muratura è stato simulato associando al materiale una legge di plasticizzazione (secondo il modello di Drucker-Prager) in compressione ed un criterio di rottura (secondo il modello di Willam Warnke) in trazione. I valori numerici dei parametri che definiscono i due livelli sono riportati in Tabella 1. Le condizioni di vincolo per il modello sono rappresentate da incastri alla base della trave di fondazione e da diaframmi rigidi alle quote dei due orizzontamenti. Per includere nell'analisi l'effetto della dissipazione viscosa si è fatto riferimento ad uno smorzamento alla Rayleigh, assunto pari al 4 % e tarato sui primi due modi di vibrare.

L'identificazione dinamica del modello è stata effettuata sulla base degli autospettri dei segnali accelerometrici ricavati sul prototipo durante le misurazioni ambientali adottando la tecnica del *peak picking*. Sono cioè individuate, nel dominio delle frequenze, le zone degli spettri con una maggiore concentrazione di energia (ovvero con valori di densità spettrale più elevati) rappresentative delle frequenze proprie dell'edificio. Le stime degli spettri sono realizzate tramite periodogramma mediato su più finestre. Per entrambe le direzioni principali in pianta della struttura si evidenzia un'elevata concentrazione di energia per frequenze comprese tra i 9 e 10 Hz, con un picco per 9.68 Hz e questi valori risultano indicativi della frequenza corrispondente al primo modo flessionale del prototipo nella direzione parallela al suo lato più corto (Figura 8).

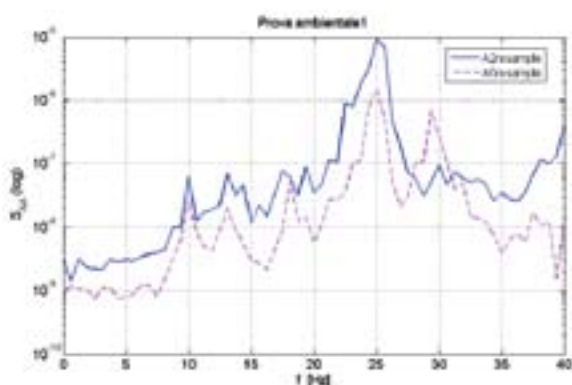


Figura 8: Spettri di accelerazione per gli accelerometri A2 e A6 (direzione parallela al lato corto del prototipo), prima prova ambientale.

È stata anche eseguita l'analisi in frequenza delle funzioni di risposta per le accelerazioni registrate durante le prove dinamiche su tavola vibrante per gradi di eccitazione sufficientemente bassi (ovvero fino a 0.25g) tali da assicurare che non si verificassero escursioni in campo non lineare della muratura. I segnali sono risultati in tal caso molto frastagliati e l'individuazione dei picchi è stata spesso difficoltosa, tuttavia in alcuni casi si è notata una concentrazione di energia nell'intervallo di frequenze di interesse, centrato sui 9 Hz, a sostegno di quanto precedentemente riscontrato. Si sottolinea inoltre che l'analisi modale del modello numerico, le cui caratteristiche elastiche dei materiali con state stimate a partire dai dati sperimentali disponibili, fornisce per le prime due forme proprie della casetta il valore di 9.133 Hz per la forma flessionale in direzione parallela al lato più lungo dell'edificio, e di 9.4 Hz nella direzione ortogonale: ciò è in buon accordo con quanto emerge dalla precedente analisi dei segnali.

4.2 Modalità di applicazione dell'input sismico

L'azione sismica sul modello è stato assegnata utilizzando come input le registrazioni della terna di accelerometri posti sulla tavola vibrante. Tali acquisizioni hanno una durata variabile, mediamente pari a 50 s. Per motivi computazionali (considerando che l'evento sismico attinge il suo massimo attorno a circa 5 s) si è scelto di impiegare soltanto i primi 10 s degli accelerogrammi (oltre tale istante l'entità delle accelerazioni è comunque trascurabile). È stato adottato un passo di integrazione numerica pari a $\Delta t = 0.004$ s in quanto esso rispetta la nota regola per cui il passo di integrazione numerica Δt deve essere inferiore a $1/(20 \cdot f_{\max})$, dove f_{\max} rappresenta la massima frequenza propria di interesse, che nel caso analizzato si attesta a circa 10 Hz. Il codice di calcolo impiegato infatti sfrutta il metodo di Newmark per l'integrazione delle equazioni di moto e la relazione precedente, pur essendo utile alla convergenza per il metodo delle differenze centrali, consente nel caso in esame di evitare il fenomeno dell'allungamento del periodo di oscillazione per il sistema garantendo maggiore stabilità dell'analisi. Si sottolinea inoltre che la frequenza di campionamento dei dati sperimentali è di 250 Hz, corrispondente appunto ad un intervallo temporale di 0.004 s, perciò non si è reso necessario eseguire alcun ricampionamento delle accelerazioni. L'input sismico è stato applicato al modello come un campo di accelerazioni agente su tutti i nodi e variabile nel tempo [8].

5. Analisi numeriche nel dominio del tempo

Come detto nell'introduzione una preliminare serie di analisi è stata svolta, a fini comparativi,

in campo elastico lineare. In seguito una seconda serie di analisi, nelle quali il materiale muratura è stato modellato considerandone le specifiche caratteristiche non lineari, è stata sviluppata per analizzare l'effettiva risposta del prototipo. Su tale modello non lineare in un primo caso ogni singolo *step* di carico applicato durante la sperimentazione è stato applicato singolarmente sul modello. In un secondo caso la storia di carico assegnata durante la sperimentazione è stata applicata al modello così come effettivamente avvenuto (analisi non lineare sequenziale).

5.1. Analisi dinamica in campo lineare (L)

L'ipotesi di comportamento lineare, accettabile solo per le prime prove (ossia i primi *step* di carico) durante le quali la limitata entità dell'eccitazione sismica lascia la struttura effettivamente in campo elastico ha consentito una preliminare lettura del comportamento strutturale dell'edificio ad un ridotto costo computazionale. Osservando la deformata della struttura in istanti significativi è stato possibile comprenderne il comportamento dinamico, caratterizzato in prevalenza da moti di tipo flessionale che attivano principalmente i primi due modi propri della struttura, mentre risultano assenti moti torsionali evidenti. Sono stati inoltre definiti in questa fase i parametri notevoli per il confronto dei risultati numerici con i dati provenienti dalle registrazioni sperimentali:

i risultati in accelerazione dei nodi di controllo sono stati confrontati con le registrazioni dei sensori corrispondenti e si è potuto osservare che le due quantità hanno andamenti simili ed ampiezze comparabili, questo a conferma di una buona calibrazione del modello numerico (Figura 9).

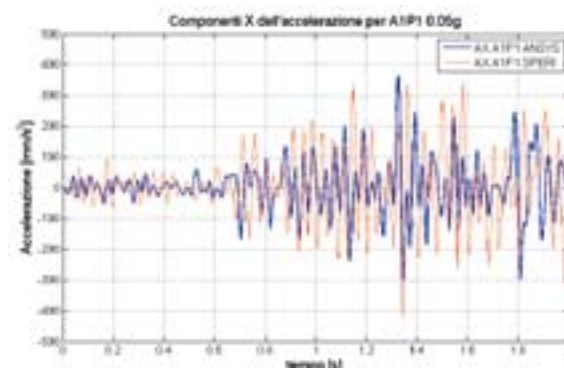


Figura 9: Confronto delle componenti in direzione X (lato lungo del prototipo) dell'accelerazione numerica e di quella sperimentale per A1P1.

Dall'analisi in frequenza degli spettri in accelerazione si evidenzia, a conferma di quanto atteso, la presenza di marcati picchi in corrispondenza dei 9 Hz, valore compatibile con le frequenze dei primi due modi (Tabella 2). Inoltre il confronto con gli spettri sperimentali mostra, per bassi gradi di eccitazione, un buon accordo per alcuni sensori.

Tabella 2: Frequenze corrispondenti alle massime densità spettrali (intervallo tra 7÷11 Hz).

<i>Prova PGA = 0.05g</i>										
f [Hz]	A1X	A1Y	A1XP1	A1YP1	A2XP1	A2YP1	A1XP2	A1YP2	A2XP2	A2YP2
f SPERI	9.463	9.404	10.84	10.14	9.287	8.994	9.316	9.404	10.14	8.994
f ANSYS L=NL	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277
f ANSYS NL SQ	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277
<i>Prova PGA = 0.1g</i>										
f SPERI	10.22	8.965	10.11	8.994	10.78	8.994	7.793	7.236	7.266	8.994
f ANSYS L=NL	9.277	9.375	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.375
f ANSYS NL SQ	9.277	9.375	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.277	9.375
<i>Prova PGA = 0.15g</i>										
f SPERI	10.14	8.145	10.11	8.086	10.11	8.643	7.441	8.643	8.086	7.441
f ANSYS L=NL	9.082	9.277	9.082	9.277	9.082	9.277	9.082	9.277	9.082	9.277
f ANSYS NL SQ	9.082	9.277	9.082	9.277	9.082	9.277	9.082	9.277	9.082	9.277
<i>Prova PGA = 0.20g</i>										
f SPERI	8.672	7.939	9.023	7.441	7.441	7.939	7.441	7.939	8.086	7.441
f ANSYS L	9.082	8.984	9.082	8.984	9.082	8.984	9.082	9.277	9.082	9.277
f ANSYS NL	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984
f ANSYS NL SQ	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984

segue Tabella 2

<i>Prova PGA = 0.25g</i>										
f SPERI	8.35	7.588	10.14	7.441	10.14	7.588	7.588	7.119	8.086	7.588
f ANSYS L	9.082	8.984	9.082	8.984	9.082	8.984	9.082	8.984	9.082	8.984
f ANSYS NL	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.887	8.984
f ANSYS NLSQ	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.984	8.887	8.984
<i>Prova 0.30g</i>										
f SPERI	8.291	7.588	9.023	7.5	10.05	7.441	7.822	7.119	8.086	7.91
f ANSYS L	9.082	8.984	9.082	8.984	9.082	8.984	9.082	8.984	9.082	8.984
f ANSYS NL	8.594	8.984	8.594	8.984	8.594	8.984	8.594	8.984	8.594	8.984
f ANSYS NLSQ	8.594	8.984	8.594	8.984	8.594	8.984	8.594	8.984	8.594	8.984
<i>Prova 0.35g</i>										
f SPERI	7.588	8.936	10.78	7.119	10.14	7.119	7.031	7.588	7.617	7.178
f ANSYS NL	8.887	8.984	8.887	8.984	8.887	8.984	8.887	8.984	8.887	8.984
f ANSYS NLSQ	8.398	7.422	8.389	7.422	8.398	7.422	8.398	7.422	8.398	7.422

5.2. Analisi dinamica singola in campo non lineare (NL)

Nella seconda serie di analisi dinamiche nel dominio del tempo il comportamento non lineare del materiale è stato riprodotto associando ai corrispondenti elementi i citati criteri di plasticizzazione di Drucker-Prager e di fessurazione di Willam-Warnke i cui parametri (Tabella 1) sono stati identificati a partire dai risultati delle prove di laboratorio. L'applicazione dell'azione sismica è avvenuta per singoli *step* con PGA crescente ad incrementi di 0.05g, analogamente a quanto svolto per le precedenti di analisi lineari e secondo le stesse modalità. L'analisi si interrompe in corrispondenza dell'input sismico con PGA pari a 0.4g all'istante $t = 5.87$ s indicando il raggiungimento di uno stato fessurativo e tensionale indicativo della condizione di collasso per il modello.

Tabella 1: Proprietà meccaniche adottate per le modellazioni della muratura in campo non lineare.

Parametri elastici		
E [N/mm ²]	Modulo di elasticità normale	700
ν	Rapporto di Poisson	0.25
w [kg/m ³]	Peso specifico	1420
Parametri della superficie plasticizzazione (DP)		
c [N/mm ²]	Coesione	0.07
φ	Angolo di attrito	40°
η	Angolo di dilatanza	20°
Parametri della superficie di rottura (WW)		
$f_{c,xx}$ [N/mm ²]	Resistenza a compressione monoassiale	2.5
$f_{t,xx}$ [N/mm ²]	Resistenza a trazione monoassiale	0.065
β_c	Coeff. trasmissione taglio fessure chiuse	0.75
β_t	Coeff. trasmissione taglio fessure aperte	0.15

Come per il caso analizzato in precedenza sono state monitorate le accelerazioni dei nodi di controllo svolgendo l'analisi in frequenza dei corrispondenti autospettri. I risultati numerici ricavati dalle simulazioni delle prove in campo non lineare

con grado di eccitazione di picco pari a 0.005g, 0.10g e 0.15g, confrontate con quelle delle corrispondenti analisi lineari, si sono mostrate sostanzialmente coincidenti, a testimonianza del fatto che il modello permanga in campo elastico per i primi livelli di eccitazione. A partire dalla prova 0.20g, invece, si osserva una discordanza tra i dati accelerometrici nel modello lineare e non lineari, ed un abbattimento della frequenza di picco per gli spettri delle accelerazioni di controllo in direzione parallela al lato lungo dell'edificio. Dal valore di 9.082 Hz a 8.984 Hz per la maggioranza dei nodi di controllo, in direzione parallela al lato lungo dell'edificio, per la quale le pareti resistenti hanno una maggiore concentrazione di aperture. È opportuno precisare che l'individuazione dei picchi non è risultata sempre univoca, dato che gli andamenti delle curve sono spesso molto frastagliati, ma si è proceduto individuando la frequenza relativa al picco di densità spettrale nell'intervallo tra 7 e 11 Hz (Tabella 2).

Al crescere dell'azione sismica si osserva un ulteriore decremento delle frequenze di picco, come ad esempio per il caso dell'analisi 0.30g, in cui tali frequenze di assestano su valori ancora inferiori, ovvero pari a 8.594 Hz, sempre nella direzione parallela al lato più lungo dell'edificio (Tabella 2). Nella prova a 0.35g il decadimento della frequenza è ancora più significativo, ed interessa ambedue le direzioni orizzontali della struttura, indicando un danneggiamento ancora più marcato ed una perdita di rigidità più pronunciata dei maschi murari per effetto di fenomeni fessurativi in entrambe le direzioni resistenti.

Occorre comunque evidenziare come la lettura degli spettri relativi ai dati sperimentali è risultata spesso difficoltosa, poiché le curve hanno evidenziato un andamento molto frastagliato

e non è stato possibile individuare dei massimi assoluti in corrispondenza della frequenza di 9 Hz, pur osservando comunque una concentrazione di densità spettrale. I picchi maggiori sono invece concentrati sulle basse frequenze e ciò probabilmente è riconducibile a problemi tecnici di trasmissione dell'input sismico alla tavola vibrante. Si ha un buon accordo con i risultati numerici soltanto per alcuni sensori e per input in ingresso di entità limitata (fino a 0.20g).

5.3. Analisi dinamica sequenziale in campo non lineare (NL SQ)

Nei due casi precedenti, a differenza di quanto effettivamente avvenuto nella sperimentazione, le azioni sismiche di entità crescente sono state applicate in ogni simulazione singolarmente. Per un'effettiva riproduzione delle condizioni di prova è stata pertanto eseguita una unica analisi *time history* assegnando al modello numerico non lineare la storia di accelerazioni ottenuta dall'unione delle registrazioni in sequenza temporale. Ciò ha consentito di tenere di conto degli effetti prodotti dal progressivo danneggiamento (originato dall'evoluzione del quadro fessurativo dei pannelli murari) conseguente all'applicazione di input sismici in sequenza di crescente intensità. L'input assegnato nell'analisi, ottenuto considerando per ciascuna componente un unico accelerogramma dato dalla successione di quelli utilizzati in precedenza in ogni singola simulazione e corrispondente ai primi 10 s delle acquisizioni accelerometriche sperimentali della terna di sensori posti sulla tavola vibrante, è riportato in Figura 10.

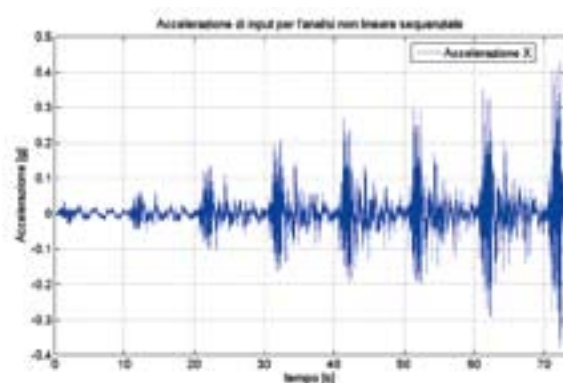


Figura 10: Componente in direzione X dell'accelerazione impressa al modello numerico nell'analisi non lineare sequenziale (espressa in g).

L'analisi sequenziale si è interrotta, come per le analisi singole, in corrispondenza dell'input con accelerazione di picco pari a 0.4g. Gli spettri in accelerazione dei risultati dell'analisi sequenziale sono stati comparati con quelli delle analisi non lineari singole (a parità di PGA). Per le prove da 0.05g a 0.25g non si hanno sostanziali differenze

rispetto alle analisi non lineari singole, sia tra le componenti di accelerazione che tra gli spettri dei segnali stessi e ciò consente di dire che fino ad un input con picco di 0.25g l'effetto dell'accumulo del danno è assente o quanto meno trascurabile (Tabella 2). Per un livello di eccitazione pari a 0.30g, le curve degli spettri in accelerazione dei nodi di controllo per i due approcci, singolo e sequenziale, mostrano delle differenze in entrambe le direzioni orizzontali, ma mantengono un andamento simile ed i picchi sono raggiunti per i medesimi valori di frequenza.

Per l'analisi 0.35g, si coglie invece una evidente variazione degli spettri che mostrano sensibili differenze nell'intervallo di interesse compreso tra 7 e 11 Hz. I valori di frequenza per cui si attingono i picchi sono pari a 8.938 Hz in direzione parallela al lato lungo dell'edificio e 7.422 Hz nella direzione ortogonale e risultano inferiori rispetto a quelli delle corrispondenti analisi singole (Figura 11). Nell'analisi in sequenza (indicata con la sigla NL SQ) si nota dunque che all'aumentare del grado di eccitazione, la frequenza è sensibilmente più bassa di quanto emerge dal caso lineare (L) e che l'abbattimento delle frequenze stesse è più marcato rispetto al caso dell'analisi singola (NL) ad indicare una maggiore perdita di rigidità della struttura (Figura 12 & Figura 13).

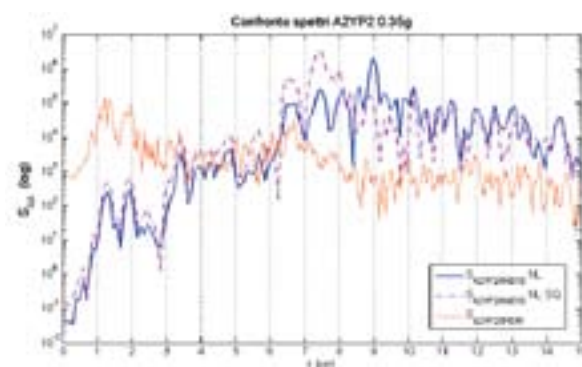


Figura 11: Confronto tra spettro sperimentale (SPERI), numerico non lineare (NL) e non lineare sequenziale (NL SQ) per A2P2 (PGA 0.35g).

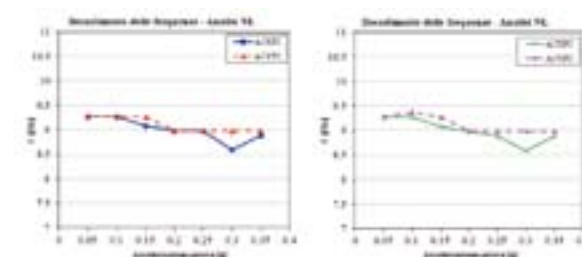


Figura 12: Decadimento delle frequenze per gli spettri delle registrazioni A1P2 e A2P2 al variare dell'accelerazione di progetto per le simulazioni non lineari singole (NL).

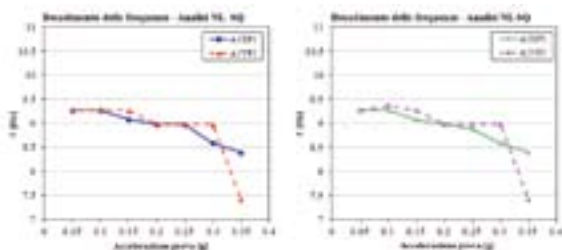


Figura 13: Decadimento delle frequenze per gli spettri delle registrazioni A1P2 e A2P2 al variare dell'accelerazione di progetto per la simulazione non lineare in sequenza (NL SQ).

Un commento conclusivo su queste analisi va dedicato all'impegno computazionale richiesto dalle tre diverse analisi. Le prime due analisi sono state eseguite utilizzando un computer portatile dotato di processore Intel Core i7 Q720, con frequenza di 1.6 GHz e sistema operativo a 64 bit. Nel caso lineare (L) ciascuna analisi ha richiesto un tempo di calcolo pari a circa 1 ora e 36 minuti producendo un file di risultati pari a circa 58.1 GB. Nel caso non lineare singolo (NL) ciascuna analisi ha richiesto un tempo di calcolo di 3 ore e 40 minuti, e ciascun file di risultati prodotto occupa 83 GB. L'analisi non lineare sequenziale è stata eseguita su un computer fisso (processore Pentium® Dual Core, con frequenza 2.8 GHz e sistema operativo a 64 bit) ed ha richiesto un tempo di calcolo pari a circa 25920 minuti (circa 18 giorni) producendo un file di risultati di circa 632.6 GB (Tabella 3).

Tabella 3: Impegno computazionale delle analisi numeriche.

Tipo di Analisi	Tempo di Calcolo	Estensione file risultati
LINEARE (L)	96 min	58.1 GB
NON LINEARE (NL)	228 min	83 GB
NON LINEARE SEQUENZIALE (NL SQ)	25920 min	632.6 GB

5.4. Stima del decadimento della rigidezza

Per approfondire il tema del danneggiamento strutturale e dell'accumulo del danno, è stato ritenuto utile eseguire una stima della rigidezza del modello numerico in ciascuna delle analisi svolte, al variare dell'eccitazione sismica in ingresso. Per tale operazione sono stati definiti degli stimatori di rigidezza definiti sulla base del rapporto tra forza e spostamento di un nodo rappresentativo della struttura (ipotizzando che il sistema dinamico abbia a regime una risposta di tipo quasi statico). Selezionati dunque due nodi di controllo, posti nel baricentro dei due livelli, ne sono stati valutati, per ciascuna analisi, le componenti di spostamento in funzione del tempo, calcolando al contempo il taglio risultante alla base (sempre per le due direzioni orizzontali). Non essendo possibile eseguire il rapporto puntuale tra le

componenti del vettore spostamento e le corrispondenti reazioni, data la loro natura oscillatoria, il parametro di rigidezza K rappresentativo dell'analisi considerata è stato stimato risolvendo il seguente problema ai minimi quadrati:

$$\sum_{h=1}^N (R_h - K U_h)^2 = E(K) \quad (1)$$

in cui R_h rappresenta l' h -esima componente del vettore risultante (genericamente indicata con R), U_h rappresenta l' h -esima componente del vettore spostamento mentre $E(K)$ è il valore atteso della rigidezza significativa di ciascuna analisi considerata ed N è il numero di componenti dei vettori forza e spostamento dipendenti dal passo di integrazione e dalla durata totale dell'analisi. Per ciascuna delle tre tipologie di analisi svolte sono stati dunque ricavati 4 parametri di rigidezza per i 2 nodi di controllo e al variare delle 2 direzioni orizzontali: $K1X$, $K1Y$, $K2X$ e $K2Y$. Per le analisi lineari le rigidezze risultano evidentemente costanti. Nel caso non lineare (NL), a partire dalla prova 0.20g, si verifica una sensibile diminuzione delle rigidezze che si fa più marcata all'aumentare dell'entità dell'azione sismica impressa al sistema. Per l'analisi in sequenza (NL SQ) si stima una perdita di rigidezza ancora più marcata rispetto al caso non lineare singolo (NL), soprattutto per le simulazioni a partire da una PGA di 0.30g (Figura 14) e ciò risulta in linea con quanto emerso dall'analisi in frequenza dei segnali accelerometrici.

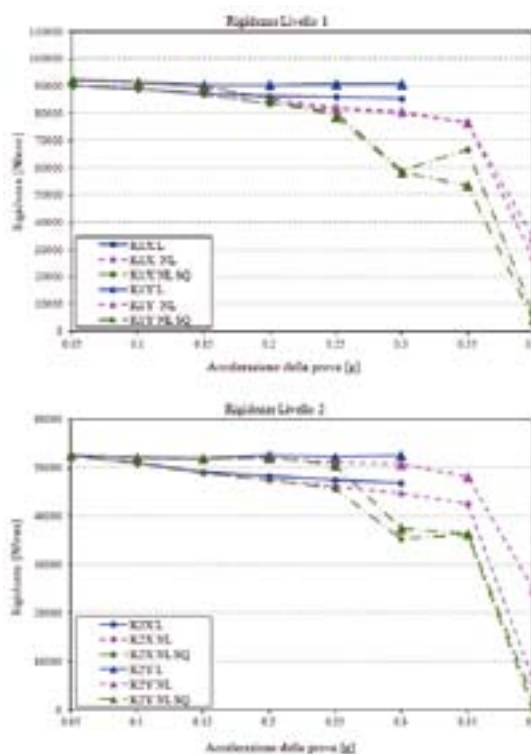


Figura 14: Variazioni dei parametri di rigidezza al variare dell'accelerazione di input

6. Confronto tra le modalità di collasso sperimentali e numeriche

L'analisi non lineare consente di individuare con una certa affidabilità l'evoluzione del quadro fessurativo (Figura 15 & Figura 16)

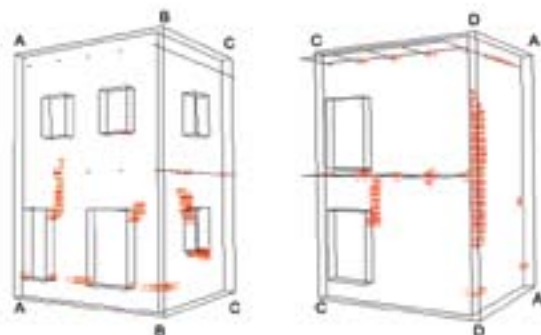


Figura 15: Quadro fessurativo numerico: analisi non lineare singola (NL) per PGA = 0.20g al tempo t=10s.

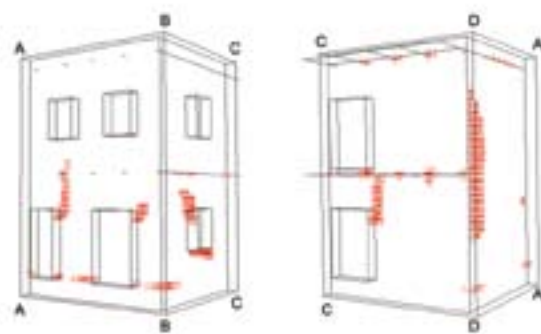


Figura 16: Quadro fessurativo numerico: analisi non lineare sequenziale (NL SQ) per PGA = 0.20g al tempo t=40s.

A partire dal valore di PGA pari a 0.20g si evidenzia infatti l'insorgenza di fessure in diversi punti della struttura, sia nel caso NL che nel caso NL SQ. Considerando le analisi singole, all'aumentare dell'input sismico, si osserva che le fessure presenti, pur essendo localizzate sulle stesse porzioni murarie, interessano progressivamente zone più estese. Concentrando l'attenzione sul quadro fessurativo ricavato dalla simulazione della prova 0.35g, è interessante osservare l'evoluzione del danneggiamento del modello numerico. In corrispondenza del cantonale tra AD e CD si individuano diverse fessure a distribuzione verticale (Figura 17b) che ne suggeriscono il distacco e questo, unito all'osservazione della configurazione deformata in istanti significativi dell'analisi in cui si ha un sensibile spostamento in direzione ortogonale alla parete stessa dei pannelli murari, può essere interpretato come un possibile ribaltamento del prospetto AD verso l'esterno della costruzione. Il quadro fessurativo risulta in buon

accordo con quello riscontrato durante la sperimentazione. Altre lesioni sono inoltre localizzate alla quota degli impalcati, sia del primo che del secondo livello (Figura 17a & Figura 17b) e ciò è interpretabile come un probabile sfilamento delle travi di orizzontamento dalla muratura per effet-

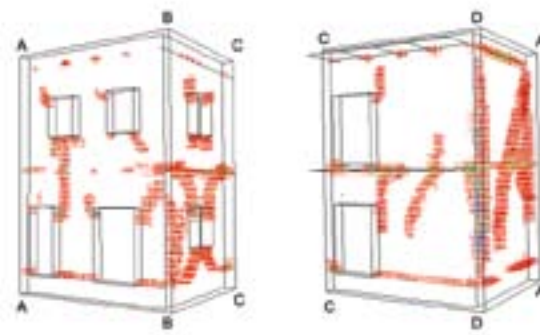


Figura 17: Quadro fessurativo numerico: analisi non lineare singola (NL) per PGA = 0.35g al tempo t=10s.

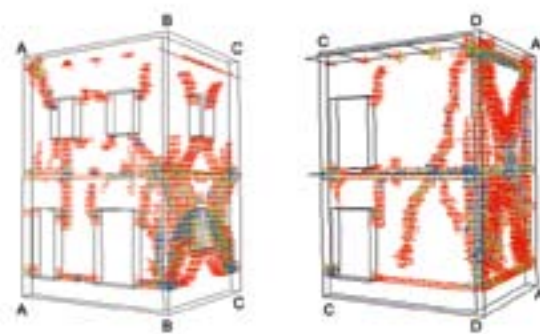


Figura 18: Quadro fessurativo numerico: analisi non lineare sequenziale (NL SQ) per PGA = 0.35g al tempo t=70s.

to della spinta esercitata dagli impalcati stessi e dalle masse aggiunte. Anche tale fenomeno ben riproduce il comportamento del prototipo sperimentale. Sul prospetto AB, inoltre, si possono osservare delle lesioni in corrispondenza dei vertici delle aperture del secondo piano, a sviluppo prevalentemente diagonale, come effettivamente avviene sull'edificio in muratura (Figura 17a). Sulla parete BC è invece opportuno evidenziare come molti elementi del solido murario mostrino la presenza di fessure su più piani nei medesimi punti (Figura 17a), e questo consente di prevedere un maggiore danneggiamento del prospetto che risulta essere il primo a crollare. Tutte le lesioni appena descritte vengono a ritrovarsi anche per l'analisi NL SQ anche se, a parità di input sismico, in quest'ultima risultano più estese (Figura 18a & e Figura 18b). L'analisi in sequenza, consentendo di tenere di conto dell'accumulo del danno, meglio riproduce l'effettivo comportamento del prototipo in muratura rispetto alle analisi

singole (in considerazione, ovviamente, del modo in cui è stato applicata l'azione sismica durante la sperimentazione).

CONCLUSIONI

Il presente lavoro, tramite la discussione di un caso di studio, ha inteso fornire degli elementi utili circa l'affidabilità dell'analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo quale strumento per l'analisi della risposta sotto azione sismica di edifici tradizionali in muratura. In questo senso esso si inserisce in temi di ricerca resi attuali dalla recente emanazione delle NTC2008 che prevedono, per la verifica delle strutture in muratura, quattro diversi metodi di analisi con approccio statico o dinamico in campo lineare e non lineare. Prendendo a riferimento la sperimentazione su tavola vibrante svolta all'interno del progetto di ricerca T.R.E.M.A. su un prototipo di edificio in muratura tradizionale, sono stati sviluppati e confrontati i risultati offerti da diverse analisi numeriche in campo non lineare al fine di interpretare il progressivo danneggiamento esibito dal prototipo stesso. I risultati sono stati confrontati comparando le accelerazioni sperimentali con quelle di nodi corrispondenti nei modelli numerici ed i confronti ai diversi livelli di input sismico hanno consentito di valutare l'abbattimento delle frequenze (e dunque delle rigidità). Tale decadimento risulta più marcato nell'analisi sequenziale, che meglio riproduce l'effettiva esecuzione della sperimentazione. Anche la stima dei parametri di rigidità ha consentito di valutare il progressivo livello di danneggiamento del modello ed anche sulla base di questo parametro l'analisi in sequenza fornisce valori di rigidità più bassi, a parità di accelerazione di input, e mostra quindi un maggiore indebolimento della struttura col progredire della simulazione. Va osservato che se da un lato le simulazioni singole non lineari forniscono una soddisfacente approssimazione del reale danneggiamento della struttura, dall'altro l'analisi non lineare sequenziale consente di riprodurre più fedelmente il quadro fessurativo del prototipo, ma ciò a discapito di un elevato costo computazionale. Lo studio svolto conferma dunque che l'analisi dinamica non lineare rappresenta un efficace strumento per la valutazione del comportamento dinamico delle strutture in muratura, evidenziando tuttavia la necessità di integrare lo strumento numerico avanzato con un'adeguata campagna sperimentale, assolutamente necessaria ad una corretta identificazione del modello numerico. Si sottolinea infine, come emerge anche dai risultati ottenuti, l'importanza del ruolo rivestito dall'accumulo del danno nella stima del carico limite degli edifici in muratura.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia il Centro di ricerca CNR-ENEA di Casaccia per aver reso disponibili i dati sperimentali relativi alla sperimentazione del progetto T.R.E.M.A.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 Gennaio 2008, *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008)*, G.U. n. 29, 4 Febbraio 2008, S.O. n. 30.
- [2] Progetto TRE.RE.M., www.unibas.it/trerem/TRE-REMDW/Page01.html (consultato il 20/3/2011).
- [3] G. De Canio, M. Dolce, A. Goretti, R. Marnetto. Progetto TREMA: Tecnologie per la Riduzione degli effetti sismici sui Manufatti Architettonici in muratura e in c.a., Applicazione database, data rilascio 2008.
- [4] ANSYS Inc. *Users's manual*, Swanson analysis systems, 1992.
- [5] ReLUI: Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica. Report Progetto Tre.Re.M-Valutazione e riduzione della vulnerabilità di edifici in muratura, Progetto esecutivo 2005 - 2008, Progetto di ricerca Linea n°1.
- [6] M. Dolce, F.C. Ponzo, C. Moroni, D. Nigro, A. Goretti, F. Giordano, G. De Canio, R. Marnetto. 3D dynamic tests on 2/3 scale masonry buildings retrofitted with different system. Proceeding of 1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Genève, Suisse, September 2006.
- [7] M. Betti, L. Galano, A. Vignoli. *Analisi a collasso di edifici in muratura: un modello dinamico tridimensionale per il progetto TRE.RE.M.*, XII Convegno ANIDIS, l'ingegneria sismica in Italia. Pisa, Italia, 10-14 Giugno 2007.
- [8] M.J. Chung, Y.H. Ryu. Study on dynamic response of mechanical component to earthquake. *Journal of Nuclear Science and Technology* 2001, 47: 1065-1074.

Luca FACCHINI si è laureato in Ingegneria Civile presso l'Università di Firenze, nel 1990. È Professore Associato di Scienza delle costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Firenze e dal 2001 tiene i Corsi di Dinamica delle strutture, Scienza delle costruzioni e analisi Computazionale. L'attività scientifica si è sviluppata curando una serie di tematiche che abbracciano diversi argomenti di ricerca, principalmente nell'ambito dell'ingegneria del vento, della meccanica stocastica e della identificazione dinamica di strutture vibranti.

Michele BETTI, si è laureato in Ingegneria Civile nel 1996 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Nel 2001 consegue il titolo di dottore di Ricerca in Ingegneria delle strutture. Si interessa di progettazione strutturale occupandosi delle tematiche della vulnerabilità sismica di edifici monumentali (in muratura) e di identificazione strutturale.

Luciano GALANO, si è laureato in Ingegneria Civile nel 1989. Dopo il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca in Ingegneria delle Strutture nell'Università di Firenze ha svolto l'attività di borsista per alcuni anni; attualmente è ricercatore per il settore Scienza delle Costruzioni nel Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dello stesso ateneo. La sua attività di ricerca prevalente si colloca nel campo dell'ingegneria sismica, delle strutture in cemento armato e dei calcestruzzi ad alta resistenza.

Lucia SCIARMA, si è laureata con Lode in Ingegneria Civile (indirizzo strutture) nel 2011 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Si occupa di diagnostica strutturale e monitoraggio di edifici in muratura e nel corso degli studi magistrali ha partecipato alle attività volte alla valutazione della vulnerabilità sismica di alcune strutture ospedaliere nell'ambito di un progetto di ricerca promosso dalla Regione Toscana.

Andrea VIGNOLI, si è laureato in Ingegneria Civile presso l'Università di Firenze, nel 1975. È Professore Ordinario di Scienza delle costruzioni presso la Facoltà di Ingegneria dell'Università di Firenze. Dal 1985 tiene i Corsi di Dinamica delle strutture e Ingegneria sismica. Si interessa di progettazione strutturale occupandosi delle tematiche della dinamica delle strutture, dell'ingegneria sismica e della sperimentazione strutturale.